Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale" n. 93 dell'8 aprile 1975

Spedizione in abbonamento postale - Gruppo I

GAZZETTA UFFICIALE
DELLA REPUBBLICA ITALIANA

PARTE PRIMA — Roma - Martedì, 8 aprile 1975 — SI PUBBLICA TUTTI I GIORNI MENO I FESTIVI

DIREZIONE E REDAZIONE PRESSO IL MINISTERO DI GRAZIA E GIUSTIZIA - UFFICIO PUBBLICAZIONE DELLE LEGGI E DECRETI - TELEFONO 6540139
AMMINISTRAZIONE PRESSO L'ISTITUTO POLIGRAFICO DELLO STATO - LIBRERIA DELLO STATO - PIAZZA GIUSEPPE VERDI, 10 - 00100 ROMA - CENTRALINO 8508

DECRETO MINISTERIALE 3 marzo 1975.

Approvazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

DECRETO MINISTERIALE 3 marzo 1975.

Disposizioni concernenti l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

LEGGI E DECRETI

DECRETO MINISTERIALE 3 marzo 1975.

Approvazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

IL MINISTRO PER I LAVORI PUBBLICI

DI CONCERTO CON

IL MINISTRO PER L'INTERNO

Vista la legge 2 febbraio 1974, n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;

Ritenuto che, in forza dell'art. 3, primo comma, della citata legge n. 64/1974, devono essere emanate specifiche norme tecniche per la disciplina di tutte le costruzioni da realizzarsi in zone sismiche;

Visto il voto n. 688 dell'11 ottobre 1974, con il quale il Consiglio superiore dei lavori pubblici (assemblea generale) ha espresso, tra l'altro, il parere che la normativa tecnica così come elaborata sia meritevole di approvazione;

Decreta:

Art. 1.

Sono approvate le norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche, formanti oggetto del voto n. 688 dell'11 ottobre 1974 del Consiglio superiore dei lavori pubblici e che risultano riportate in allegato al presente decreto, formandone parte integrante.

Art. 2.

Ai sensi dell'art. 32 della ripetuta legge 2 febbraio 1974, n. 64, dette norme entrano in vigore trenta giorni dopo la pubblicazione del presente decreto nella *Gazzetta Ufficiale* della Repubblica italiana.

Roma, addì 3 marzo 1975

Il Ministro per i lavori pubblici
BUCALOSSI

Il Ministro per l'interno
GUI

NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI IN ZONE SISMICHE

A. DISPOSIZIONI GENERALI.

A.1. Oggetto delle norme – Classificazione delle zone sismiche.

Le presenti norme tecniche disciplinano tutte le costruzioni la cui sicurezza possa comunque interessare la pubblica incolumità, da realizzarsi in zone dichiarate sismiche ai sensi del secondo comma dell'art. 3 della legge 2 febbraio 1974, n. 64, ferma restando l'applicazione delle norme di cui all'art. 1 della legge stessa.

Il grado di sismicità delle diverse zone da assumere per la determinazione delle azioni sismiche, e di quant'altro specificato nelle presenti norme tecniche, risulta dall'apposito decreto interministeriale.

Per tutte le costruzioni di cui all'art. 3 della legge 2 febbraio 1974, n. 64, valgono i criteri generali di progettazione riportati nella sezione *B*. Per gli edifici e per le opere di sostegno dei terreni valgono le disposizioni particolari riportate rispettivamente nelle sezioni *C* e *D*.

A.2. Terreni di fondazione e relative prescrizioni generali.

I fattori influenzanti il comportamento delle fondazioni dovranno essere individuati e valutati in conformità di quanto stabilito dalle disposizioni vigenti ed in particolare dalla circolare del Ministero dei lavori pubblici 6 novembre 1967, n. 3797, e che si intende integralmente richiamata.

In particolare per le costruzioni su pendii devono essere eseguite le opportune indagini convenientemente estese al di fuori dell'area edificatoria per rilevare tutti i fattori occorrenti alla valutazione delle condizioni di stabilità dei pendii medesimi.

Dovranno inoltre essere eseguite indagini specifiche per tener conto in modo adeguato alle esigenze costruttive dell'eventualità che possano verificarsi nel sottosuolo dell'opera od in zone ad esse adiacenti fenomeni di liquefazione.

I risultati di tali accertamenti dovranno essere illustrati nella relazione sulle fondazioni di cui al quarto comma dell'art. 17 della legge 2 febbraio 1974, n. 64.

B. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE.

B.1. Disposizioni preliminari.

Le sollecitazioni provocate dalle azioni sismiche orizzontali o verticali devono essere valutate convenzionalmente mediante una analisi statica ovvero mediante una analisi dinamica, seguendo i criteri generali contenuti nella presente sezione *B*.

Si potranno, in alternativa, eseguire analisi più approfondite fondate su un'opportuna e motivata scelta di un « terremoto di progetto » e su procedimenti di calcolo basati su ipotesi e su risultati sperimentali chiaramente comprovati.

B.2. Direzione delle componenti orizzontali delle accelerazioni del terreno durante il sisma.

Si assumerà che il moto del terreno possa avvenire non contemporaneamente, in due qualsiasi direzioni orizzontali ortogonali prefissate dal progettista.

B.3. Masse strutturali.

Le masse delle strutture sottoposte al moto impresso dal sisma sono quelle del peso proprio e dei sovraccarichi permanenti nonchè di un'aliquota dei sovraccarichi accidentali.

Per i casi non contemplati nelle sezioni *C* e *D*, i sovraccarichi accidentali devono considerarsi presenti, in occasione del sisma, per un'aliquota del valore massimo ad essi assegnato nel calcolo statico di esercizio da valutare attraverso considerazioni statistiche.

Per i serbatoi, i contenitori, e le costruzioni o elementi di costruzione ad essi assimilabili, il peso del contenuto deve essere considerato totalmente presente.

B.4. Coefficiente di risposta.

Si assume come coefficiente di risposta R della struttura una funzione del periodo fondamentale T_0 della stessa, per oscillazioni nella direzione considerata:

per $T_0 > 0,8$ secondi $\quad R = 0,862/T_0^{2/3}$

per $T_0 \leq 0,8$ secondi $\quad R = 1,0$

Se il periodo T_0 non viene determinato si assumerà $R = 1,0$.

B.5. Analisi statica.

Gli effetti sismici possono essere valutati mediante l'analisi statica della struttura soggetta a:

a) un sistema di forze orizzontali parallele alla direzione prevista per il sisma; la risultante di tali forze viene valutata con l'espressione:

$$F_h = C \cdot R \cdot W$$

essendo:

$C = \dfrac{S-2}{100}$ il coefficiente d'intensità sismica;

S il grado di sismicità ($S \geq 2$);

R il coefficiente di risposta relativo alla direzione considerata;

W il peso complessivo delle masse strutturali.

Qualora la costruzione non rientri nei casi contemplati nelle sezioni C e D, la forza complessiva F_h deve considerarsi distribuita sulla struttura proporzionalmente alle singole masse presenti;

b) un sistema di forze verticali, distribuite sulla struttura proporzionalmente alle masse presenti, la cui risultante sarà:

$$F_v = m \cdot C \cdot W$$

nella quale è, in genere, $m = 2$, salvo quanto precisato nelle norme tecniche proprie di opere particolari.

Indicando con α_h e η_h rispettivamente le sollecitazioni (momento flettente, forza assiale, forza di taglio e momento torcente) e gli spostamenti prodotti dal sisma di forze orizzontali, e con α_v e η_v le sollecitazioni e gli spostamenti prodotti dal sisma di forze verticali la singola componente di sollecitazione α e la singola componente di spostamento η risultano:

$$\alpha = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_v^2} \qquad \eta = \sqrt{\eta_h^2 + \eta_v^2} \qquad (1)$$

L'analisi statica degli effetti sismici si può adottare per le costruzioni la cui struttura portante abbia uno schema statico semplice nei riguardi del suo comportamento sotto la azione sismica, e che non presenti elementi spingenti o di luce notevole.

B.6. Analisi dinamica.

Gli effetti sismici possono essere valutati mediante una analisi dinamica della struttura considerata in campo elastico lineare. Questa può essere eseguita con il metodo dell'analisi modale adottando per lo spettro di risposta, in termini di accelerazione, l'espressione:

$$a/g = C \cdot R$$

dove a è l'accelerazione spettrale;

g è l'accelerazione di gravità;

R è la funzione del periodo di vibrazione definito così come al punto $B.4.$ per le accelerazioni orizzontali, mentre è $R = 1$ per le accelerazioni verticali.

L'analisi modale deve tenere conto almeno dei primi tre modi di vibrazione. Se la struttura presenta gruppi di modi indipendenti, il numero di modi considerati deve essere adeguatamente aumentato di conseguenza.

Per ciascuna eccitazione (orizzontale oppure verticale), indicando con α_i e η_i rispettivamente le sollecitazioni e gli spostamenti relativi al modo iesimo, le sollecitazioni e gli spostamenti complessivi si calcolano con le espressioni:

$$\alpha = \sqrt{\Sigma \alpha_i^2} \qquad \eta = \sqrt{\Sigma \eta_i^2}$$

La sovrapposizione degli effetti dovuti alle diverse eccitazioni si esegue con le (1)

B.7. Verifiche.

Tutte le costruzioni in zone dichiarate sismiche, oltre ad essere verificate secondo le prescrizioni contenute nelle norme vigenti per le zone non sismiche, devono soddisfare le verifiche sismiche, che consistono nel controllo delle tensioni secondo il metodo delle tensioni ammissibili e, se necessario, della entità degli spostamenti. Tali verifiche si devono eseguire secondo quanto indicato nei successivi punti $B.8.$, $B.9.$, $B.10.$

B.8. Tensioni.

Siano α le sollecitazioni dovute al sisma ed α_p quelle dovute alle altre azioni agenti contemporaneamente, escluso il vento.

Le tensioni dovute alle sollecitazioni $\alpha_p \pm \alpha$ devono rimanere entro i limiti prescritti dalle norme vigenti per i materiali impiegati, facendo riferimento, quando siano previste in dette norme, a condizioni di carico eccezionale.

B.9. Spostamenti.

Le deformazioni di una struttura soggetta alle azioni del sisma più gravoso cui essa deve resistere, sono in realtà notevolmente superiori a quelle elastiche corrispondenti alle sollecitazioni $\alpha_p \pm \alpha$ che derivano dal calcolo convenzionale statico o dinamico sopra prescritto, cosicchè la struttura esce, in generale, dal campo elastico lineare.

Quando non si eseguano analisi più accurate, basate su un'opportuna e motivata scelta di un « terremoto di progetto » e sul comportamento non lineare della struttura, la previsione degli spostamenti può essere fatta convenzionalmente nel modo seguente. Siano η gli spostamenti elastici dovuti al sisma, valutati come indicato al punto $B.5.$ oppure al punto $B.6.$; siano η_p gli spostamenti elastici dovuti alle altre azioni, escluso il vento.

Gli spostamenti reali η_r si definiscono:

$$\eta_r = \eta_p \pm \xi\, \eta$$

dove $\xi = 6$ se gli η sono calcolati come in $B.5.$ mentre $\xi = 4$ se gli η sono calcolati con analisi dinamica.

Gli spostamenti così valutati non devono compromettere il mantenimento delle connessioni nè dare luogo a martellamenti fra strutture indipendenti adiacenti.

Qualora una connessione sia affidata all'attrito, essa dovrà essere oggetto di particolari controlli da studiare caso per caso, onde verificare che eventuali scorrimenti non producano effetti dannosi.

B.10. Fondazioni.

Il piano di posa delle fondazioni deve essere spinto in profondità in modo da non ricadere in zone ove risultino apprezzabili le variazioni stagionali del contenuto naturale d'acqua.

La fondazione studiata, in relazione alle caratteristiche dei terreni e del manufatto, deve soddisfare le seguenti prescrizioni:

a) le strutture di fondazione devono essere collegate tra loro da un reticolo di travi; tali collegamenti devono essere proporzionati in modo che siano in grado di sopportare una forza assiale di trazione o di compressione pari ad un decimo del maggiore dei carichi verticali presenti alle due estremità del collegamento stesso. È consentito omettere tali collegamenti purchè la struttura sovrastante venga verificata per uno spostamento relativo dei punti tra i quali viene omesso il collegamento.

Una valutazione di minimo per tale spostamento relativo, valida per terreni che presentino caratteristiche geotecniche uniformi, è data dalla relazione:

$$\Delta l = \frac{L}{1000}$$

dove:

L è la distanza tra i punti in esame

Δl è lo spostamento, con minimo di 2 cm

b) nelle fondazioni su pali questi devono avere una armatura calcolata per la relativa componente sismica orizzontale ed estesa a tutta la lunghezza ed efficacemente collegata a quella della struttura sovrastante.

I calcoli di stabilità del complesso terreno-opera di fondazione vanno eseguiti con i metodi e i procedimenti della geotecnica, tenedo conto della sollecitazione $\alpha_p \pm \alpha$ che la struttura trasmette alle fondazioni.

C. EDIFICI.

C.1. Sistemi costruttivi.

Gli edifici possono essere costruiti con:

a) struttura in muratura;

b) struttura intelaiata in cemento armato normale o precompresso, acciaio o sistemi combinati dei predetti materiali;

c) struttura a pannelli portanti, intendendosi per tale quella realizzata in tutto o in parte con pannelli aventi funzione portante;

d) struttura in legname.

C.2. Altezza massima dei nuovi edifici.

Per ogni fronte esterna l'altezza dei nuovi edifici, rappresentata dalla massima differenza di livello fra quello del piano di copertura più elevato ed il terreno, ovvero, ove esista, il piano stradale o del marciapiede nelle immediate vicinanze degli edifici stessi, non può superare nelle strade e nei terreni in piano, i limiti riportati dalla tabella 1.

Nel caso di copertura a tetto detta altezza va misurata dalla quota d'imposta della falda, e, per falde con imposte a quote diverse, dalla quota d'imposta della più alta.

TABELLA 1

Tipo di struttura	Altezza massima	
	$S \leq 9$	$S > 9$
Muratura	11,00 m	7,50 m
Intelaiatura	nessuna limitazione	
Pannelli portanti	25,00 m	15,00 m
Legname	7,00 m	7,00 m

Sono esclusi dal computo delle altezze gli eventuali torrini delle scale e degli ascensori.

Nel caso che gli edifici abbiano un piano cantinato o seminterrato, la differenza di livello (misurata sulla stessa verticale) tra il piano più elevato di copertura (o la quota di imposta delle falde) e quello di estradosso delle strutture di fondazione, può eccedere di non più di 4 metri i limiti stabiliti nella precedente tabella 1.

Nelle strade o nei terreni in pendio le altezze massime di cui alla precedente tabella possono essere incrementate di 1,50 m purchè la media generale delle altezze di tutte le fronti rientri nei limiti stabiliti nella tabella stessa.

Per le costruzioni in legname è ammessa la realizzazione di uno zoccolo in muratura e malta cementizia o in calcestruzzo semplice o armato la cui altezza non potrà però superare i 4 metri. In tal caso i limiti di cui alla precedente tabella 1 vanno riferiti alla sola parte in legname.

C.3. Limitazione delle altezze in funzione della larghezza stradale.

Quando un edificio, con più di due piani in elevazione, con qualsivoglia struttura sia costruito, prospetta su spazi nei quali sono comprese o previste strade, fermi restando i limiti fissati nel precedente punto *C.2.* e fatte salve le eventuali maggiori limitazioni previste nei regolamenti locali e nelle norme di attuazione degli strumenti urbanistici, la minima distanza fra il contorno dell'edificio ed il ciglio opposto della strada, non deve essere inferiore a dieci metri; l'altezza massima dell'edificio misurata come indicato nel precedente punto *C.2.*, per ciascun fronte dell'edificio stesso, non deve essere superiore al doppio della suddetta minima distanza fra il contorno dell'edificio ed il ciglio opposto della strada.

Agli effetti del presente punto deve intendersi:

a) per contorno dell'edificio la proiezione in pianta del fronte dell'edificio stesso, escluse le sporgenze di cornici e balconi aperti;

b) per strada l'area di uso pubblico aperta alla circolazione dei pedoni e dei veicoli nonchè lo spazio inedificabile non cintato aperto alla circolazione pedonale;

c) per ciglio la linea di limite della sede stradale o dello spazio di cui al punto *b*);

d) per sede stradale la superficie formata dalla carreggiata, dalle banchine e dai marciapiedi.

Negli edifici in angolo su strade di diversa larghezza è consentito, nel fronte sulla strada più stretta e per uno sviluppo, a partire dall'angolo, pari alla larghezza della strada su cui prospetta, un'altezza uguale a quella consentita dalla strada più larga.

C.4. Edifici contigui.

Due edifici non possono essere costruiti a contatto, a meno che essi non costituiscano un unico organismo statico realizzando la completa solidarietà strutturale.

Nel caso in cui due edifici contigui formino organismi distaccati, essi dovranno essere forniti di giunto tecnico di dimensione:

$$d\,(h) = \frac{h}{100}$$

ove $d\,(h)$ è la distanza fra due punti affacciati, posti alla quota h a partire dal piano di spiccato delle strutture in elevazione.

Analogo dimensionamento deve adottarsi in corrispondenza dei giunti di dilatazione degli edifici.

C.5. Edifici in muratura.

Fino a quando non saranno emanate le norme di cui all'art. 1, lettera *a*), della legge 2 febbraio 1974, n. 64, con i conseguenti adeguamenti delle prescrizioni per le zone sismiche, gli edifici in muratura devono soddisfare i seguenti requisiti:

a) le strutture costituenti i vari orizzontamenti, comprese le coperture di ogni tipo, non devono essere spingenti;

b) le murature devono essere solidali tra loro mediante opportune ammorsature agli innesti ed agli incroci, evitando di inserirvi canne fumarie o vuoti di qualsiasi genere;

c) in corrispondenza dei solai di piano e della copertura, sia essa a tetto o a terrazza, si devono disporre sulle murature cordoli in cemento armato di larghezza pari a quella della muratura sottostante e di altezza minima pari almeno alla metà della larghezza. L'armatura di detti cordoli deve essere costituita da almeno quattro tondi di diametro non inferiore a 16 mm; le legature trasversali (staffe) devono essere costituite da tondi di diametro non inferiore a 6 mm poste a distanza non superiore a 25 centimetri.

Per assicurare il comportamento a catena dei cordoli suddetti, deve essere assicurata la continuità dell'armatura ed il suo ancoraggio alle estremità;

d) le aperture praticate nei muri maestri devono essere delimitate da zone di muratura di dimensioni pari ad almeno la metà della larghezza del vano stesso; due aperture contigue devono essere separate da una zona di muratura di larghezza almeno pari a quella del vano più largo;

e) ciascun muro maestro deve essere intersecato da altri muri maestri trasversali, ad esso ben ammorsati, ad interasse non superiore a 7 m;

f) la muratura portante deve essere realizzata con mattoni o blocchi squadrati, gli uni e gli altri pieni, con impiego di malta cementizia. È ammesso per gli edifici con non più di 2 piani l'uso di muratura di pietrame listata (interasse delle listature $\leq$ 1,5 m) con impiego di malta cementizia;

g) nei due piani più alti è ammesso l'uso di muratura con mattoni o blocchi squadrati semipieni rispondenti alle prescrizioni di cui all'allegato I;

h) le murature devono avere all'ultimo piano lo spessore minimo d_0 riportato nella tabella 2; detto spessore sarà aumentato di una testa oppure di 15 cm ogni piano sottostante e di 20 cm in fondazione;

TABELLA 2

Tipo di muratura	d_0	
	$S \leq 9$	$S > 9$
Mattoni o blocchi (pieni o semipieni)	2 teste oppure 30 cm	3 teste oppure 40 cm
Pietrame	40 cm	50 cm

i) la distanza massima fra lo spiccato dalle fondazioni e l'intradosso del primo solaio (o fra due solai successivi) non può superare i 7 metri;

l) al di sopra dei vani di porte e finestre devono essere disposti architravi in cemento armato o in acciaio efficacemente ammorsati nella muratura;

m) sono ammessi solai in cemento armato e laterizi o in acciaio efficacemente collegati ai cordoli. Le travi metalliche e i travetti prefabbricati devono essere prolungati nel cordolo per una lunghezza non inferiore alla metà della larghezza del cordolo stesso. Le travi metalliche devono essere inoltre munite di appositi ancoraggi;

n) le fondazioni possono essere realizzate con muratura ordinaria, purchè sul piano di spiccato venga disposto un cordolo di calcestruzzo armato, le cui dimensioni ed armatura devono essere conformi a quanto prescritto al precedente punto *c*).

C.6. Edifici con strutture intelaiate.

C.6.0. Simbologia.

D, B = massime dimensioni della pianta dell'edificio, con $D \geq B$, nelle direzioni, ortogonali fra loro, delle azioni sismiche orizzontali

G_i = somma del peso proprio del piano iesimo dell'edificio e del sovraccarico permanente su di esso gravante

Q_i = massimo sovraccarico accidentale al piano iesimo previsto nel calcolo statico di esercizio

s = coefficiente di riduzione del sovraccarico

$W_i = G_i + sQ_i$ = «peso» da considerare per la valutazione delle azioni sismiche

N = numero dei piani dell'edificio

$W = \sum_{i=1}^{N} W_i$ = «peso» totale dell'edificio

F_i = KW_i forza sismica

K = coefficiente sismico

$C = \frac{S-2}{100}$ = coefficiente di intensità sismica

S = grado di sismicità

R = coefficiente di risposta

ε = coefficiente di fondazione

β = coefficiente di struttura

γ_i = coefficiente di distribuzione delle azioni sismiche.

C.6.1. Analisi statica.

L'analisi statica consiste nello schematizzare le azioni sismiche attraverso forze statiche proporzionali ai pesi W_i innanzi definiti: il coefficiente di proporzionalità (coefficiente sismico) si indicherà con il simbolo K e si distingueranno nel seguito un coefficiente per le azioni sismiche orizzontali K_h ed un coefficiente per le azioni sismiche verticali K_v.

C.6.1.1. Azioni orizzontali.

Le azioni sismiche orizzontali si schematizzano attraverso l'introduzione di due sistemi di forze orizzontali agenti non contemporaneamente secondo due direzioni ortogonali. Le forze alle diverse quote devono essere applicate in corrispondenza dei baricentri dei «pesi» i quali generalmente possono essere riportati alle quote dei solai.

La forza orizzontale F_i alla generica quota, secondo una prefissata direzione, si ottiene dalla relazione:

$$F_i = K_{hi} \cdot W_i$$

essendo:

$$K_{hi} = C \cdot R \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot \gamma_i$$

e,

$$W_i = G_i + sQ_i$$

I valori del coefficiente s sono riportati nella tabella 3 in funzione della destinazione dell'opera.

Qualora i locali di uno stesso piano siano adibiti a funzioni diverse, se ne dovrà tener conto applicando ai sovraccarichi accidentali del piano valori di s differenziati.

TABELLA 3

LOCALE	Coefficiente s
Locali d'abitazione, uffici, coperture, balconi	0,33
Locali pubblici suscettibili di affollamento (negozi, ristoranti, caffè, banche, aule scolastiche, caserme, ospedali, ecc.)	0,50
Locali pubblici suscettibili di grande affollamento (sale per spettacoli, chiese, tribune, ecc.), archivi, magazzini, biblioteche, contenitori, scale, ecc.	1,00

I valori dei parametri che intervengono nella definizione del coefficiente sismico K_{hi} sono specificati in appresso.

Coefficiente di fondazione ε. Si assume di regola $\varepsilon = 1$.

Per fondazioni dirette e indirette che riportino il carico su terreni particolarmente compressibili il coefficiente sarà incrementato fino a raggiungere, nei casi di più elevata compressibilità, il valore 1,3.

Coefficiente di risposta R. Come indicato al punto *B.4.*, il coefficiente di risposta R dipende dal periodo fondamentale di vibrazione T_0 relativamente alla direzione considerata. Si deve porre:

per $T_0 > 0{,}8$ secondi $\quad R = 0{,}862/T_0^{2/3}$

per $T_0 \leq 0{,}8$ secondi $\quad R = 1{,}0$

Il periodo T_0 da utilizzarsi per la valutazione di R deve calcolarsi con riferimento alla sola struttura resistente attraverso adeguate analisi dinamiche che tengano conto della struttura nel suo complesso. Nel caso in cui tale valutazione non venga eseguita si dovrà assumere $R = 1$.

Per costruzioni dotate di un periodo proprio $T_0 > 1{,}4$ secondi deve comunque essere eseguita un'analisi dinamica secondo quanto precisato nel punto *C.6.2.*

Allo scopo di controllare se il periodo fondamentale di vibrazione T_0 superi o meno il limite innanzi indicato, per le strutture intelaiate può essere impiegata la formula:

$$T_0 = 0{,}1 \frac{H}{\sqrt{B}} \quad [H \text{ e } B \text{ in metri; } T_0 \text{ in secondi}]$$

Coefficiente di distribuzione γ_i. Dipende dal piano in esame e si assume per esso la relazione:

$$\gamma_i = h_i \frac{\sum_{j=1}^{N} W_j}{\sum_{j=1}^{N} W_j h_j}$$

essendo h_i la quota del piano iesimo rispetto allo spiccato delle fondazioni.

Quando sull'edificio insistono opere complementari quali torri, antenne, serbatoi, ecc., il loro peso ai fini del calcolo di γ_i può essere considerato conglobato a quello dell'impalcato sul quale esse gravano.

Per la verifica dell'edificio, inoltre, dovrà considerarsi il momento di trasporto fra il baricentro delle dette opere complementari e l'impalcato su cui insistono.

Il calcolo locale delle sollecitazioni nelle opere complementari di cui sopra deve essere peraltro effettuato considerando un coefficiente K_h uguale a quello del piano su cui gravano.

Coefficiente di struttura β. Si assume di regola pari ad 1; nel caso in cui nella struttura dell'edificio vi siano telai ed elementi irrigidenti verticali ai quali ultimi approssimativamente si affida il 100% delle azioni orizzonatali, si assumerà

$$\beta = 1{,}2$$

C.6.1.2. Ripartizione delle forze orizzontali.

La ripartizione delle forze orizzontali fra le diverse strutture dell'edificio deve essere effettuata a ciascun livello in proporzione alle rispettive rigidezze.

Nel caso di eccentricità fra il baricentro delle rigidezze e quello delle masse di dovrà considerare l'effetto delle coppie torcenti. Quando il rapporto fra i lati D/B è maggiore di 2,5, anche in assenza di eccentricità, dovrà considerarsi al piano iesimo una coppia torcente provocata dalle forze orizzontali agenti ai piani sovrastanti non minore di:

$$M_{ti\,min} = \lambda D \sum_{j=i}^{N} F_j$$

essendo i valori λ riportati nella tabella 4.

TABELLA 4

$2{,}5 < D/B < 3{,}5$	$\lambda = 0{,}03 + 0{,}02\ (D/B - 2{,}5)$
$3{,}5 < D/B$	$\lambda = 0{,}05$

La ripartizione delle forze sismiche di piano tra gli elementi verticali resistenti può in generale essere eseguita facendo l'ipotesi che i solai siano infinitamente rigidi nei confronti di azioni ad essi complanari.

Qualora l'impalcato non possieda la ipotizzata rigidezza nei riguardi di forze complanari, se ne terrà conto nel calcolo, ovvero essa potrà essere conferita mediante irrigidimenti (controventature) opportunamente dimensionati.

C.6.1.3. Azioni verticali.

Le azioni sismiche verticali non vengono di norma considerate, ad esclusione dei seguenti casi:

a) membrature orizzontali con luci superiori a 20 m

b) strutture di tipo spingente

c) sbalzi.

Nei casi di cui ai punti *a*) e *b*) le strutture devono calcolarsi prevedendo un coefficiente sismico verticale K_v pari a $\pm$ 0,2.

Per gli sbalzi si deve considerare un coefficiente sismico verticale $K_v = \pm 0{,}4$.

C.6.2. Analisi dinamica.

Per strutture dotate di periodo proprio $T_0 > 1{,}4$ secondi deve essere eseguita l'analisi dinamica con le modalità prescritte in *B*.6. adottando come spettro di risposta, in termini di accelerazione orizzontale, l'espressione

$$a/g = C \cdot R \cdot \varepsilon \cdot \beta$$

Il calcolo delle azioni sismiche verticali nei casi indicati al punto *C*.6.1.3. non richiede di norma un'analisi dinamica e possono quindi applicarsi i coefficienti convenzionali ivi indicati.

C.6.3. Verifiche.

Le sollecitazioni α provocate dal sisma si devono combinare con quelle α_p provocate dalle altre azioni esterne secondo la relazione

$$\alpha_p \pm \alpha$$

Qualora si siano calcolate le sollecitazioni α_v provocate dalle azioni sismiche verticali la determinazione delle sollecitazioni complessivamente provocate dal sisma si dovrà eseguire mediante la relazione

$$\alpha = \sqrt{\alpha^2_h + \alpha^2_v}$$

indicando con λ_h le sollecitazioni provocate dalle azioni sismiche orizzontali.

Per quanto concerne la verifica delle tensioni vale quanto prescritto nei punti *B*.7. e *B*.8.

Non si richiede invece il calcolo delle deformazioni e degli spostamenti ad essi conseguenti a meno che la loro valutazione non sia essenziale per controllare il funzionamento di particolari dispositivi di vincolo e di collegamento. In tale caso, indicando non η_t tali spostamenti, si ha:

$$\eta_t = \eta_p \pm \xi \sqrt{\eta^2_h + \eta^2_v}$$

con:

$\xi = 6$ se è stata svolta l'analisi statica;

$\xi = 4$ se è stata svolta l'analisi dinamica.

C.6.4. Fondazioni.

Valgono per le fondazioni le prescrizioni riportate nei punti *A*.2 e *B*.10.

C.6.5. Elementi divisori e pannelli esterni.

I pannelli di muratura che costituiscono divisori interni, se hanno altezza superiore a 4 m e sviluppano una superficie superiore a 20 m², devono essere collegati alla struttura superiore e inferiore mediante nervature verticali, disposte ad interasse non superiore a 3 metri.

Analogo collegamento è prescritto per i pannelli di muratura esterni sia quando abbiano altezza superiore a 3,5 m sia quando sviluppano una superficie superiore a 15 metri quadrati.

Le eventuali aperture in detti pannelli, in edifici da realizzare in zone con grado di sismicità $S > 9$, devono essere delimitate da una intelaiatura della quale alcuni elementi devono essere prolungati fino a collegarsi con la struttura portante.

Per i pannelli di tamponatura esterna prefabbricati di qualsiasi dimensione, si devono prevedere gli accorgimenti necessari per evitare che essi possano staccarsi totalmente dalla struttura che li sostiene.

C.7. *Edifici con struttura a pannelli portanti.*

C.7.1.

Tutti gli edifici con struttura a pannelli portanti prefabbricati, devono essere realizzati in osservanza di quanto stabilito dalle disposizioni vigenti ed in particolare dalla circolare del Ministero dei lavori pubblici - Presidenza del Consiglio superiore - S.T.C. n. 6090 dell'11 agosto 1969, con specifico riferimento a quanto ivi prescritto per le zone sismiche.

C.7.2.

L'analisi sismica viene di norma eseguita con le modalità prescritte per gli edifici con struttura intelaiata.

Le azioni orizzontali devono essere valutate e distribuite come indicato al punto *C*.6.1.1. assegnando al coefficiente di struttura il valore

$$\beta = 1{,}4$$

C.8. *Edifici con strutture in legname.*

Le costole montanti e le altre parti costituenti l'organismo statico degli edifici in legname devono essere di un sol pezzo o così saldamente collegate e rafforzate nelle giunture da rendere trascurabile l'indebolimento prodotto dalla giunzione.

C.9. *Riparazioni degli edifici in muratura.*

C.9.1. Fondazioni.

Prima di procedere alle riparazioni delle strutture in elevazione deve essere accertato lo stato di consistenza delle fondazioni in relazione alla natura del terreno e conseguentemente si deve provvedere all'esecuzione delle necessarie opere di consolidamento.

C.9.2. Archi e volte.

Gli archi e le volte dei fabbricati, siti negli orizzontamenti fuori terra, devono essere muniti di cinture, chiavi o tiranti, posti convenientemente in tensione, atti ad assorbire integralmente le spinte alle loro imposte, a meno che le murature di sostegno abbiano spessori sufficienti ad accogliere le spinte senza che vengano generati sforzi di trazione.

Le eventuali lesioni degli archi e delle volte potranno essere risarcite mediante adeguate cuciture ovvero con iniezioni cementizie o di soluzioni di materie sintetiche od altro materiale o sistema idoneo.

Qualora le lesioni siano macroscopiche, o le murature si presentino inconsistenti, gli archi e le volte dovranno essere demoliti. Ove lo richiedano esigenze funzionali od estetiche, ovvero il ripristino di condizioni di equilibrio di insieme, potranno essere ricostruiti sempre con il criterio di realizzare sistemi spingenti chiusi in se stessi; qualora non sussistano le dette esigenze, le strutture spingenti vanno sostituite con elementi strutturali non spingenti.

C.9.3. Murature.

Le murature che non presentino gravi sintomi di instabilità, quali strapiombi od estese lesioni, possono essere riparate mediante opportuna ripresa con murature di mattoni e malta cementizia, getti di conglomerato cementizio ed anche con l'eventuale inserimento di elementi metallici o in cemento armato.

I legamenti, oltre che con catene in acciaio, potranno effettuarsi anche con cavi posti in leggera pre-tensione e comunque non superiore al 50% della tensione ammissibile d'esercizio.

In entrambi i casi dovrà essere posta all'atto esecutivo la massima cura e diligenza per conseguire una idonea ripartizione sulle murature delle pressioni di contatto delle strutture di ancoraggio.

C.9.4. Cordoli.

Qualora le murature portanti siano prive di cordoli armati in corrispondenza degli orizzontamenti, questi dovranno essere realizzati con altezze non inferiori allo spessore del solaio.

I cordoli potranno essere eseguiti — se necessario — a tratti sovrapponendo le armature ed eventualmente con predisposizione di un tubo centrale per l'inserimento di tiranti o cavi di pre-compressione.

Qualora le murature presentino consistenza e buona fattura i cordoli potranno non essere estesi a tutto lo spessore delle murature ovvero sostituiti con iniezioni di pasta cementizia o miscele sintetiche.

C.9.5. Solai.

Qualora i solai siano avvallati o comunque deteriorati, essi devono essere sostituiti con solai in acciaio o cemento armato efficacemente incassati ed ancorati alle estremità nei cordoli o travi di perimetro.

Potranno usarsi solai in legno solo ove sia richiesto da particolari esigenze architettoniche.

Nel caso si impieghino travetti prefabbricati in cemento armato ordinario o precompresso si dovrà disporre un'apposita armatura di collegamento dei travetti alle strutture perimetrali (travi o cordoli), in modo da costituire un efficace ancoraggio sia agli effetti della trasmissione del momento negativo, sia della forza di taglio.

Qualora si usino laterizi, questi devono essere a blocco unico tra i travetti ed essere efficacemente ancorati ad essi ed alla sovrastante soletta.

C.9.6. Sbalzi.

Delle strutture aggettanti, quali balconi, cornicioni, scale, ecc., deve essere controllata la efficienza statica. Sono da sostituire tutte le strutture portanti a sbalzo formate da materiali fragili quali ad esempio le mensole in pietra, a meno che la funzione statica non sia assolta da altre strutture.

C.9.7. Scale.

Le scale in muratura a sbalzo devono essere di regola sostituite da scale in cemento armato o in acciaio. Possono tuttavia essere conservate soltanto se prive di lesioni, e dopo averne verificata l'efficienza a mezzo di prove di carico statico e dinamico. Quando necessità ambientali-architettoniche richiedano la conservazione di scale a sbalzo staticamente non sicure, potranno adottarsi, previo accurato studio, rinforzi con adeguate strutture metalliche o cementizie.

C.9.8. Coperture.

I tetti devono essere resi non spingenti.

C.9.9. Dissesti.

Qualora i fabbricati manifestino segni di dissesto palesemente dovuti a cedimenti differenziali delle fondazioni, ovvero le murature siano danneggiate e scarsamente consistenti nella zona di basamento del fabbricato, si provvederà a risarcire le lesioni e, ove possibile, ad iniettarle. Inoltre si potranno eseguire, al di sotto della quota del piano marciapiede, pareti sottili cementizie armate in modo da costituire strutture scatolari di contenimento, eventualmente rinforzate da cavi. Tali pareti, di preferenza, verranno eseguite da ambo i lati delle murature e collegate fra loro.

D. OPERE DI SOSTEGNO DEI TERRENI.

Nella progettazione e nella costruzione dei muri di sostegno dei terreni in zone sismiche deve tenersi anche conto dell'influenza delle azioni sismiche agenti soltanto in direzione orizzontale.

Se non si eseguono calcolazioni approfondite in merito all'influenza che le azioni sismiche esercitano sulle spinte dei terrapieni, potranno adottarsi i criteri di calcolo che seguono.

Oltre la spinta statica F (calcolata per i valori di i e di β), devono, pertanto, considerarsi le seguenti ulteriori due forze:

1) un incremento di spinta ΔF pari alla differenza fra la spinta F_s esercitata dal terreno retrostante in condizioni sismiche e quella statica F

$$\Delta F = F_s - F$$

in cui

$$F_s = A\ F'$$

ove

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \vartheta)}{\cos^2\beta \cos\vartheta}$$

ϑ = arctg C

C = coefficiente d'intensità sismica

F' = spinta calcolata per $i' = i + \vartheta$; $\beta' = \beta + \vartheta$

β = angolo formato dall'intradosso del muro con la verticale (positivo per intradosso inclinato verso l'esterno)

i = angolo formato dalla superficie esterna del terreno con l'orizzontale (positivo verso l'alto)

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base del muro pari a 2/3 dell'altezza del muro stesso;

2) una forza d'inerzia orizzontale

$$F_i = C\ W$$

ove:

C = coefficiente d'intensità sismica

W = peso proprio del muro

Tale forza d'inerzia va applicata nel baricentro dei pesi.

Le verifiche di cui detto innanzi potranno omettersi per muri di sostegno con altezza inferiore ai 3 metri.

ALLEGATO I

TIPOLOGIA E PERCENTUALE DI FORATURA DEI MATTONI E BLOCCHI

Mattoni e blocchi. — Sono denominati mattoni i laterizi per murature, aventi generalmente forma parallelepipeda; i mattoni di grande formato (volume maggiore di 5.500 cm³ circa) sono anche denominati blocchi.

Foratura — I laterizi per muratura possono essere dotati di incavi su una o due facce opposte se prodotti per pressatura, oppure di fori passanti da una faccia a quella opposta se prodotti per estrusione (trafilati).

Agli effetti delle presenti norme si indica con:

A = area lorda della faccia forata delimitata dal suo perimetro

F = area complessiva dei fori

f = area di un foro.

La percentuale di foratura è espressa dalla

$$\varphi = 100 \frac{F}{A}$$

Mattoni pieni. — Si considerano pieni i mattoni pressati che abbiano incavi di limitata profondità destinati ad essere riempiti dal letto di malta, nonchè i mattoni trafilati ed i mattoni pressati cellulari (mattoni dotati di fori profondi ma non passanti) la cui foratura rientri nei limiti seguenti:

$$\varphi \leq 15\%; \qquad f \leq 0{,}03\,A$$

Mattoni e blocchi semipieni. — Si considerano semipieni i laterizi per murature per i quali risulti:

$$15\% < \varphi \leq 40\%; \qquad f \leq 4\ \text{cm}^2$$

La distanza minima tra un foro ed il perimetro esterno deve essere di almeno 1,5 cm per i mattoni di paramento, e di 1,2 cm per i mattoni per interni e per i mattoni comuni.

I fori dovranno essere distribuiti pressochè uniformemente sulla faccia del pezzo.

Quando A sia maggiore di 300 cm², il pezzo può essere dotato di un foro centrale di maggiori dimensioni avente lo scopo di agevolarne la presa manuale; per A maggiore di 580 cm² i fori possono essere due.

Mattoni e blocchi forati. — Si denominano forati i laterizi per murature destinati di norma ad essere posti in opera con i fori orizzontali, quando risulti:

$$\varphi > 40\%$$

DECRETO MINISTERIALE 3 marzo 1975.

Disposizioni concernenti l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

IL MINISTRO PER I LAVORI PUBBLICI

Visto il proprio decreto n. 39 in data odierna, con il quale, di concerto con il Ministro per l'interno, sono state approvate, ai sensi dell'art. 3, primo comma, della legge 2 febbraio 1974, n. 64, le norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche, quali risultano dal voto n. 688 dell'11 ottobre 1974 del Consiglio superiore dei lavori pubblici (assemblea generale) ed allegate al decreto stesso;

Ritenuto che tale consesso, per le considerazioni svolte in detto voto, ha proposto, in ispecie per evitare carenze operative, che, nelle more dell'emanazione dei provvedimenti di cui alle lettere *a*) e *b*) dell'art. 3 della ripetuta legge n. 64/1974 (aggiornamento, sentite anche le regioni interessate, degli elenchi delle zone sismiche ed attribuzione dei relativi valori differenziati del grado di sismicità), « possano essere e siano intanto integralmente confermati gli elenchi delle località sismiche già classificate in virtù delle preesistenti disposizioni in materia e che i gradi di sismicità $S=9$ e $S=12$ possano essere e vengano rispettivamente attribuiti alla 2ª e 1ª categoria di cui alla attuale classificazione »;

Riconosciuta l'opportunità di condividere la proposta come sopra formulata dal citato consesso;

Decreta:

Art. 1.

Con riserva dell'emanazione dei provvedimenti previsti dall'art. 3, lettere *a*) e *b*), della legge 2 febbraio 1974, n. 64, le norme tecniche, approvate con l'anzicennato decreto interministeriale n. 39, si applicano alle località sismiche attualmente già classificate in virtù delle preesistenti disposizioni in materia, nella 1ª e 2ª categoria, ad esse attribuendo rispettivamente i gradi di sismicità $S=12$ e $S=9$.

Art. 2.

Il presente decreto sarà pubblicato nella *Gazzetta Ufficiale* della Repubblica italiana.

Roma, addì 3 marzo 1975

Il Ministro: BUCALOSSI

(1948)

ANTONIO SESSA, *direttore* DINO EGIDIO MARTINA, *redattore*

L. 150 (5651042/5) Roma - Istituto Poligrafico dello Stato - S. (c. m. 411200750930)